

APLICAÇÕES NUMÉRICAS DO MODELO DE DANO A PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO

Pedro Delgado¹, Nelson Vila Pouca², António Arêde², Aníbal Costa³ e Raimundo Delgado²

1: Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Viana do Castelo
e-mail: pdelgado@estg.ipvc.pt; pdelgado@fe.up.pt

2: Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

3: Departamento de Engenharia Civil
Universidade de Aveiro

Palavras-chave: Esforço Transverso, Pilares ocos de betão armado, Modelo de Dano, Comportamento cíclico não linear.

Resumo. *A grande motivação deste trabalho reside na particularidade do comportamento estrutural de pilares de betão armado com secção transversal oca, bastante semelhante ao comportamento de paredes estruturais, e, também, na elevada dificuldade de modelar a sua resposta cíclica com ferramentas numéricas simples. De facto, os pilares ocos de pontes têm, normalmente, secções transversais com grandes dimensões e armadura longitudinal distribuída nas duas faces das paredes, assumindo assim o efeito de corte uma importância muito significativa no seu comportamento e justificando-se uma atenção especial a este aspecto quando se analisam pilares de betão armado com secção oca. Neste artigo apresenta-se a modelação numérica de alguns pilares de betão armado com secção oca ensaiados experimentalmente em resposta cíclica. Nas simulações numéricas foi adoptado o Modelo de Dano, desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e recentemente implementado em CAST3M, envolvendo um modelo constitutivo fundamentado na Mecânica do Dano Contínuo para zonas de betão, discretizadas em elementos finitos 3D, incorporando duas variáveis escalares de dano independentes para a simulação dos mecanismos não lineares de degradação do betão sob condições de tracção e compressão e utilizando o modelo Menegotto-Pinto para a simulação do comportamento cíclico da armadura discretizada com elementos de treliça. As aplicações numéricas envolvem casos de pilares onde a flexão é dominante e outros onde o corte assume um papel principal no seu comportamento cíclico. Adicionalmente, são estudados dois tipos de disposições da armadura transversal, um representativo de pilares de pontes construídos nos anos 70, com estribo único ao longo de cada parede e sem dimensionamento sísmico, e outro seguindo as mais recentes especificações do EC8. A comparação dos resultados numéricos com as respostas experimentais evidenciou a eficiência desta modelação numérica para simular o comportamento cíclico dos pilares,*

quer com comportamento em flexão, quer em comportamento dominado pelo corte.

1. INTRODUÇÃO

Os pilares de betão armado com secção oca sujeitos a carregamento cíclico horizontal são tipicamente caracterizados por particularidades no comportamento estrutural bastante semelhantes às das paredes estruturais. De facto, os pilares ocos de pontes apresentam geralmente secções de grandes dimensões com armadura distribuída ao longo de ambas as faces das paredes e, ao contrário de secções maciças, com fenómenos de corte bastante importantes no comportamento dos pilares. Então, deve ser dada especial atenção a este aspecto quando se pretende modelar pilares de secção oca.

Neste contexto, várias contribuições têm sido realizadas na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) no âmbito de simulações numéricas e ensaios experimentais de pilares de pontes em betão armado com secção oca. Começou-se primeiramente por modelar numericamente a resposta sísmica de uma ponte Austríaca estudada no âmbito de um vasto projecto europeu de investigação (VAB- Vulnerability Assessment of Bridges – [1]), tendo sido posteriormente implementada uma campanha experimental no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP, envolvendo pilares de betão armado com secção rectangular oca à escala 1:4, [2][3]. Para estes ensaios foram também realizadas simulações numéricas de forma a reproduzir o comportamento não linear de pilares de pontes, permitindo uma mais consistente e completa interpretação dos resultados experimentais. Neste estudo, a metodologia numérica adoptada é essencialmente a mesma utilizada e descrita em trabalhos anteriores ([4][5][6]). Fundamentalmente baseia-se numa discretização realizada em elementos finitos 3D com um modelo de dano contínuo para o betão sob condições de tracção e compressão e elementos de barra uniaxiais para a simulação do comportamento cíclico da armadura discretizada com o modelo de Menegotto-Pinto. Este tipo de estratégia de modelação refinada permite uma simulação realista dos efeitos não lineares, tanto para o comportamento dominado por flexão como para os casos de onde a componente de corte assume uma importância significativa. De facto, para as simulações numéricas dos ensaios experimentais realizados, quer a deformação por esforço transversal como os modos de rotura por corte são bastante bem simulados por esta estratégia numérica, que também permite identificar alguns aspectos relevantes da modelação que afectam a qualidade das simulações. Neste contexto, o principal objectivo deste trabalho reside na ilustração da capacidade do modelo proposto em simular o comportamento de pilares de ponte com secção oca ensaiados experimentalmente sob carregamento cíclico: (i) o pilar P3 da ponte de Talübergang Warth, [4][5], ensaiado no Joint Research Centre (JRC) da Comissão Europeia em Ispra, Italia, e (ii) três pilares de secção rectangular oca dos testes experimentais realizados no LESE – FEUP, [3], para os quais o aspecto mais importante se encontra associado com a influência do corte na resposta cíclica.

2. ANÁLISES NUMÉRICAS

As análises numéricas das respostas dos pilares para carregamentos cíclicos foram efectuadas usando uma ferramenta analítica baseada num programa geral de análise estrutural, CAST3M [7], baseado em elementos finitos, onde uma larga variedade de modelos constitutivos de comportamento não linear estão disponíveis e, particularmente, o Modelo de Dano desenvolvido na FEUP [8] e recentemente implementado em CAST3M [9], com resultados que comprovam a sua excelente capacidade para simular o comportamento sísmico de pilares de pontes em betão armado [6]. O modelo constitutivo utilizado para o betão fundamenta-se na Mecânica de Dano Contínuo, com discretizações em elementos finitos 3D e incorporando duas variáveis escalares de dano independentes para a simulação dos mecanismos não lineares de degradação do betão sob condições de tracção e compressão. Para a simulação do comportamento cíclico da armadura discretizada com elementos uniaxiais foi utilizado o modelo Menegotto-Pinto [10].

2.1 Modelo de Dano Contínuo

O modelo constitutivo recorre a um ‘tensor de tensões efectivas’ $\bar{\sigma}$, que nas aplicações que aqui serão apresentadas é aceitável identificar com o tensor de tensões elástico $\bar{\sigma} = \mathbf{D} : \boldsymbol{\varepsilon}$ (\mathbf{D} é a matriz constitutiva elástica). Este tensor de tensões efectivas é então decomposto em tensores de tracção $\bar{\sigma}^+$ e de compressão $\bar{\sigma}^-$, cujas componentes são identificadas num referencial de direcções principais de acordo com as expressões, [8]:

$$\bar{\sigma}^+ = \sum_i \langle \bar{\sigma}_i \rangle \mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i \quad (1)$$

$$\bar{\sigma}^- = \bar{\sigma} - \bar{\sigma}^+ \quad (2)$$

sendo $\bar{\sigma}_i$ a tensão principal de ordem i e \mathbf{p}_i o versor da correspondente direcção principal de tensão. A função associada aos parêntesis $\langle \cdot \rangle$ devolve o valor da tensão principal quando esta é positiva, e atribui um valor nulo quando aquela é negativa. O modelo recorre a duas variáveis escalares de dano (d^+ , d^-) com evoluções independentes, cujos valores possíveis obedecem à condição $0 \leq d^{+(-)} \leq 1$ e podem ser intuitivamente associados à degradação produzida no betão sob condições de tracção ou de compressão. De acordo com requisitos termodinâmicos básicos os valores destas variáveis internas não podem ser decrescentes, condição que é satisfeita mediante a utilização de leis de evolução adequadas, e que serão descritas mais adiante. Relativamente à lei constitutiva propriamente dita o modelo conduz ao seguinte formato bastante intuitivo, [8]:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad (3)$$

Localmente o modelo necessita de determinar se um dado ponto de integração está em ‘carga’ ou em ‘descarga’, o que é clarificado através do recurso a dois critérios de dano independentes para a tracção e para a compressão, que são estabelecidos com base nas normas indicadas na seguintes expressões:

$$\bar{\tau}^+ = \sqrt{\bar{\sigma}^+ : \mathbf{D}^{-1} : \bar{\sigma}^+} \quad (4)$$

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3} (K \bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-)} \quad (5)$$

Na equação (5) $\bar{\sigma}_{oct}^-$ e $\bar{\tau}_{oct}^-$ designam as tensões octaédricas normal e tangencial correspondentes ao tensor efectivo de compressão, sendo K uma propriedade material que permite graduar o ganho de resistência biaxial que em compressão 2D o betão apresenta relativamente à situação de referência com compressão uniaxial. Os critérios de dano adoptados são:

$$\bar{\tau}^+ - r^+ \leq 0 \quad (6)$$

$$\bar{\tau}^- - r^- \leq 0 \quad (7)$$

nos quais $r^{+(-)}$ podem ser interpretados como variáveis de endurecimento, controlando a expansão das superfícies de dano descritas pelas equações (6,7) à medida que a evolução do processo de carga determina a evolução das normas (4,5). O domínio elástico inicial é caracterizado pelas condições $\bar{\tau}^+ = r_o^+$ e $\bar{\tau}^- = r_o^-$, sendo $r_o^{+(-)}$ propriedades materiais facilmente relacionáveis com as tensões $f_o^{+(-)}$ que em ensaios 1D determinam a fronteira entre o comportamento linear e o início da degradação em tracção ou em compressão podendo ser expressas por:

$$r_o^+ = f_o^+ / \sqrt{E} \quad (8)$$

$$r_o^- = \sqrt{\sqrt{3}/3 (K - \sqrt{2}) f_o^-} \quad (9)$$

Por sua vez as condições de consistência e de persistência sobre as superfícies de dano determinam que $\dot{r}^{+(-)} = \dot{\bar{\tau}}^{+(-)}$, pelo que para um instante t genérico se tem

$$r_t^{+(-)} = \max \left\{ r_o^{+(-)}, \max_{s \in [0, t]} [\bar{\tau}_s^{+(-)}] \right\} \quad (10)$$

No presente modelo para o betão as leis de evolução das variáveis de dano são explícitas em termos das variáveis de endurecimento $r^{+(-)}$, obtendo-se bons resultados recorrendo às seguintes definições:

$$d^+ = 1 - r_o^+ / r^+ e^{A^+ (1 - r^+ / r_o^+)} \quad , \text{ se } r^+ \geq r_o^+ \quad (11)$$

$$d^- = 1 - r_o^-/r^-(1-A^-) - A^- e^{B^- (1-r^-/r_o^-)} \quad , \text{ se } r^- \geq r_o^- \quad (12)$$

envolvendo a primeira um único parâmetro A^+ – fixado tendo em vista o cumprimento de requisitos de objectividade face ao refinamento da malha de elementos finitos, e aos parâmetros de comportamento do betão em tracção (f_{ct} e energia de fractura) –, e a segunda dois parâmetros A^- e B^- , obtidos através de dois pontos da lei constitutiva em compressão. De forma esquemática a Figura 1a reproduz a resposta global fornecida pelo modelo para o comportamento cíclico do betão em condições 1D quando as variáveis de dano são definidas de acordo com as equações (11,12). A Figura 1b representa de forma genérica os diferentes tipos de betão usados no modelo numérico, em que o betão não confinado apresenta boa concordância com os ensaios uniaxiais realizados. Para o betão confinado a resistência de pico f_{cm} e a correspondente deformação ϵ_{cm} são estabelecidos em função do grau de confinamento k proporcionado pela armadura transversal. Uma definição usual para o grau de confinamento é

$$k = 1 + \rho_v f_{syt} / f_{co} \quad (15)$$

na qual f_{syt} designa a tensão de cedência da armadura transversal e $\rho_v = A_{sw} l_w / (b_c h_c s)$ assinala a relação volumétrica de confinamento, esta última definida em função da secção transversal A_{sw} dos estribos em forma de cinta (com perímetro l_w e espaçamento s) e da área $b_c \times h_c$ do núcleo de betão efectivamente confinado.

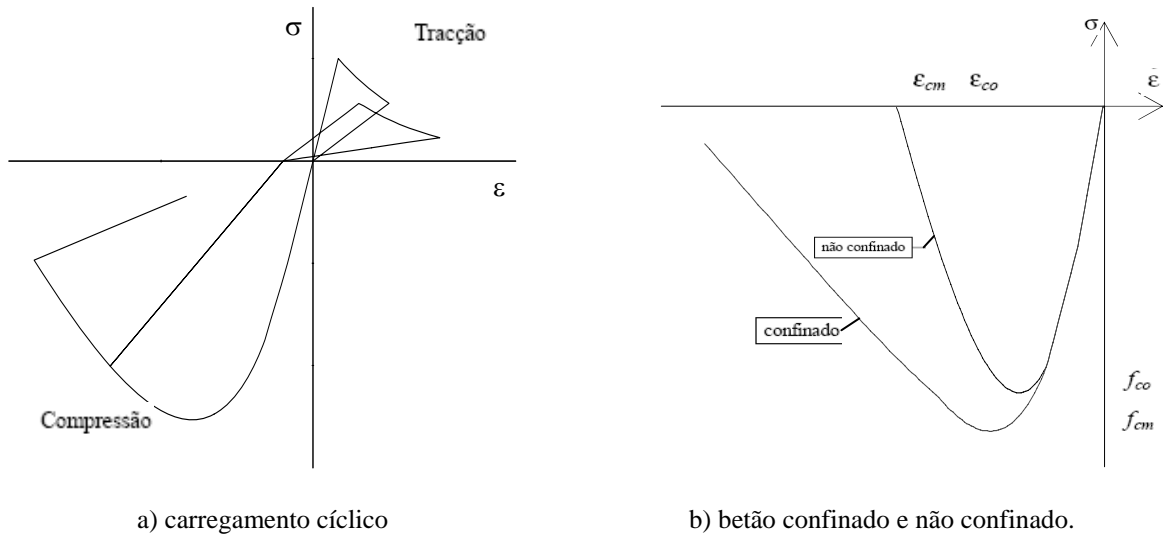


Figura 1. Comportamento uniaxial do betão.

Nestas condições, e de acordo com a Figura 1b, designando por f_{co} e ε_{co} a tensão resistente e a respectiva deformação obtida em ensaios 1D não confinados, o confinamento conduz aos seguintes incrementos na resistência e na deformação de pico do betão:

$$f_{cm} = k f_{co} \quad (16)$$

$$\varepsilon_{cm} = k^2 \varepsilon_{co} \quad (17)$$

2.2 Modelo de Menegotto-Pinto

A formulação explícita proposta por Giuffré e Pinto e implementada por Menegotto e Pinto [10] foi escolhida para modelar o comportamento cíclico dos varões de aço. Como ilustrado na Figura 2, um conjunto de curvas de transição entre duas assíntotas com inclinações E e E_h (módulo de elasticidade e de endurecimento) são definidas pela seguinte expressão:

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + (1-b)\varepsilon^* / [1 + (\varepsilon^*)^R]^{1/R} \quad (4)$$

onde

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_r) / (\sigma_o - \sigma_r) \quad \varepsilon^* = (\varepsilon - \varepsilon_r) / (\varepsilon_o - \varepsilon_r) \quad (5)$$

$$b = E_h / E \quad R = R_o - a_1 \xi / (a_2 + \xi) \quad (6)$$

$$\xi = (\varepsilon_{r\max} - \varepsilon_o) / (\varepsilon_o - \varepsilon_r) \quad (7)$$

$(\varepsilon_r, \sigma_r)$ são as coordenada do último ponto de inversão ($\varepsilon_{r\max}$ é a máxima ε_r algumas vez atingida) e R é o parâmetro que rege o efeito de Bauschinger. Os parâmetros a_1 , a_2 e R_o são estabelecidos com base em resultados experimentais.

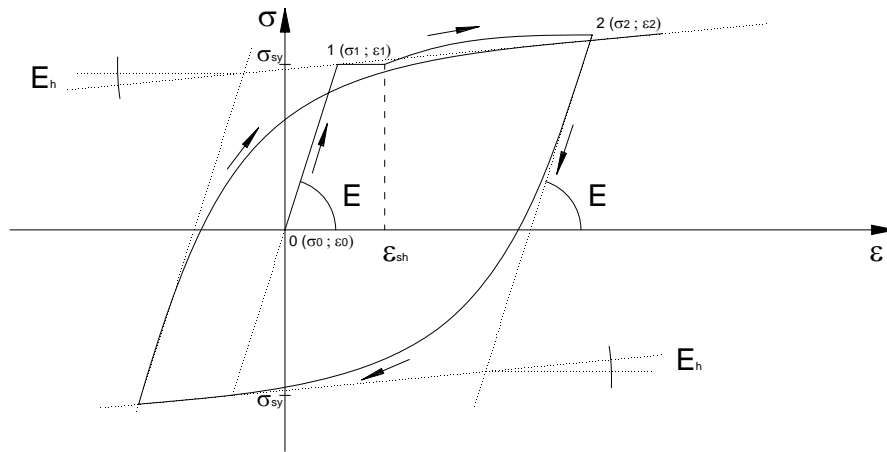


Figura 2. Comportamento cíclico do aço

3. APLICAÇÃO A UM PILAR DA PONTE TALÜBERGANG WARTH

A ponte Talübergang Warth foi construída nos anos 70 e todos os pilares apresentam a mesma secção rectangular oca de betão, embora com diferentes tipos de armadura. A armadura longitudinal, distribuída de forma quase uniforme no perímetro da secção, é significativamente reduzida (para cerca de 50% em alguns pilares) numa zona ainda bastante próxima da fundação. A armadura transversal inclui um estribo único em cada parede da secção oca, sendo insuficiente para produzir um eficiente confinamento do betão. Estas questões da pormenorização da armadura são responsáveis por algumas deficiências no comportamento dos pilares quando sujeitos a forças horizontais e, em particular, no que diz respeito à acção sísmica.

De forma a ilustrar a capacidade da metodologia proposta para reproduzir a resposta não linear dos pilares da ponte Talübergang Warth, apresenta-se neste ponto a simulação numérica de um dos ensaios experimentais realizados no JRC, correspondente a um modelo em escala reduzida do pilar P3, salientando-se os aspectos mais relevantes (mais detalhes podem ser encontrados nas referências [1], [4] e [5]). Os ensaios experimentais, documentados em Pinto et al. [11], foram realizados em protótipos com escala reduzida de 1:2.5, onde são apresentadas todas as particularidades da pormenorização da armadura. Na Figura 3 ilustra-se uma vista global do protótipo ligado à parede de reacção, assim como as principais características do modelo físico, nomeadamente a indicação da significativa diminuição da armadura longitudinal de $76\phi 12$ para $40\phi 12$ a uma altura de 3.5m acima da fundação. De forma a reproduzir as cargas permanentes transmitidas pelo tabuleiro, foi aplicada no topo de pilar uma força vertical de 4090kN, a qual se manteve constante durante o ensaio. Em seguida, foram impostos deslocamentos horizontais no topo do pilar segundo a direcção da maior inércia. A história destes deslocamentos, resume-se a (i) um ciclo inicial de 30mm, (ii) dois ciclos de 70mm, (iii) dois ciclos de 140mm e (iv) um último ciclo de 250mm, que levou o pilar à rotura. Na simulação numérica deste ensaio foi assumido para o betão um estado plano de tensão, sendo discretizado por uma malha de elementos finitos com elementos de 8 nós. Sendo, como já referido, a pormenorização dos estribos insuficiente, foi assumido para o betão um comportamento não confinado e, portanto, simulado de acordo com as seguintes propriedades materiais (ver notações da Figura 1): $E = 33.5\text{GPa}$, $f_{co} = 43\text{MPa}$, $\varepsilon_{co} = 2.0\text{‰}$, $f_{to} = 3.1\text{MPa}$. As armaduras foram simuladas através de elementos de comportamento uniaxial com dois nós, reproduzindo os detalhes dos varões longitudinais e transversais e utilizando as seguintes propriedades materiais: $E = 210\text{GPa}$, $E_h/E = 0.0034$, $f_{sy} = 545\text{MPa}$, $f_{su} = 611\text{MPa}$, $\varepsilon_{sh} = 5\text{‰}$, $\varepsilon_{su} = 100\text{‰}$, $R_o = 20$, $a_1 = 18.5$ e $a_2 = 0.15$.

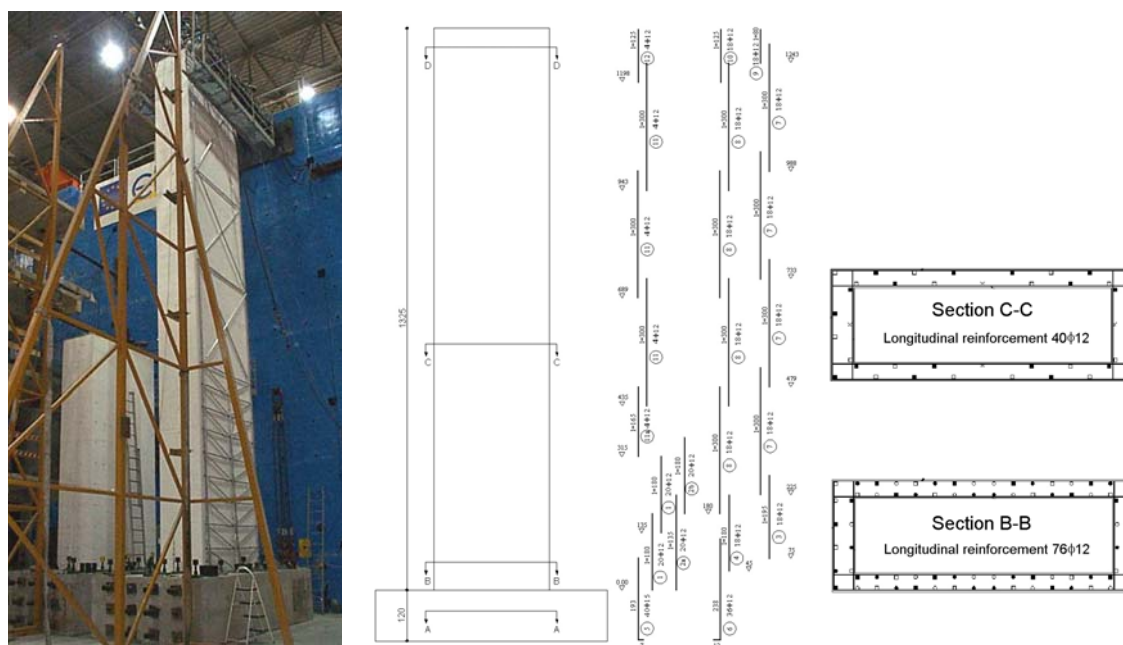


Figura 3. Vista geral e pormenorização da armadura do pilar P3, modelo à escala 1:2.5.

A Figura 4 mostra a resposta obtida com o modelo numérico proposto, expressa em termos de curva força-deslocamento registada horizontalmente no topo do pilar. Para efeitos de comparação, a curva experimental obtida no JRC é também incluída na Figura 4. A partir dos resultados durante os ciclos intermédios é visível uma bastante razoável aproximação entre as curvas, tanto durante as fases de carregamento como nas de descarga. No último ciclo com 250mm de deslocamento, onde são observadas algumas discrepâncias, verificou-se a rotura da maioria dos varões dos banzos, fenómeno este despoletado pela ocorrência de encurvadura desses varões nos ciclos anteriores (sendo este caótico mecanismo de rotura difícil de capturar pelo modelo numérico). A Figura 5 ilustra alguns outros resultados no fim do ciclo de 250mm, nomeadamente: (i) a configuração da malha deformada, (ii) a distribuição do dano do betão em tracção (dano $d^+ = 1$ em vermelho e $d^+ = 0$ em azul), (iii) a deformação plástica no varão longitudinal mais exterior do banzo e (iv) a imagem do modelo físico em escala reduzida no fim do ensaio. A partir da análise destes resultados é notório que a deformada do pilar exhibe uma concentração das deformações na secção transversal onde se dá uma importante interrupção de parte da armadura longitudinal (ver Figura 5a) e, consequentemente, nessa mesma zona o varão longitudinal mais exterior do banzo atinge uma importante incursão em cedência plástica (ver Figura 5c). Esta localização das deformações encontra-se em perfeita correspondência com o facto de no ensaio experimental se verificar uma elevada fendilhação exactamente nessa posição (ver Figura 5d). De facto, uma vez que a redução da armadura longitudinal induziu a mudança da localização da rotula plástica, passando da comum localização na base do pilar para um posição mais elevada, verificou-se uma diminuição da capacidade ultima do pilar, assim como uma redução da capacidade do

pilar dissipar energia. A distribuição do dano em tracção do betão ilustrada na Figura 5b, que reflecte o padrão de fissuração obtido numericamente para o pilar, estendeu-se da base até uma altura onde se interrompeu parte da armadura longitudinal e, consequentemente, encontra-se em bastante boa concordância com a distribuição das fendas observada no fim do ensaio (ver Figura 5d).

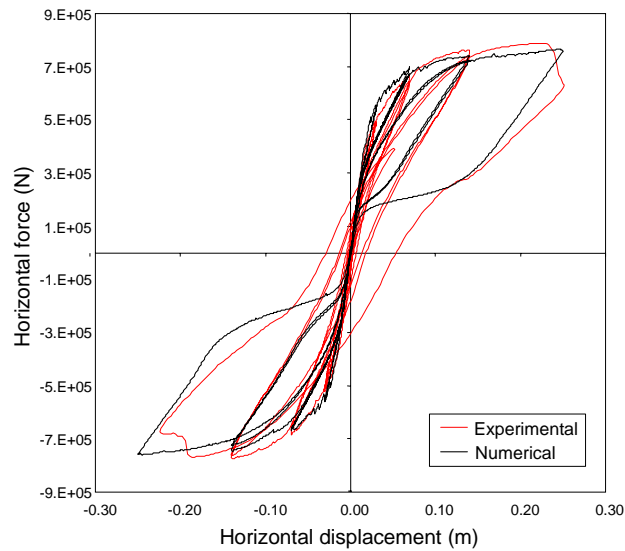


Figura 4. Comportamento cíclico do pilar P3.

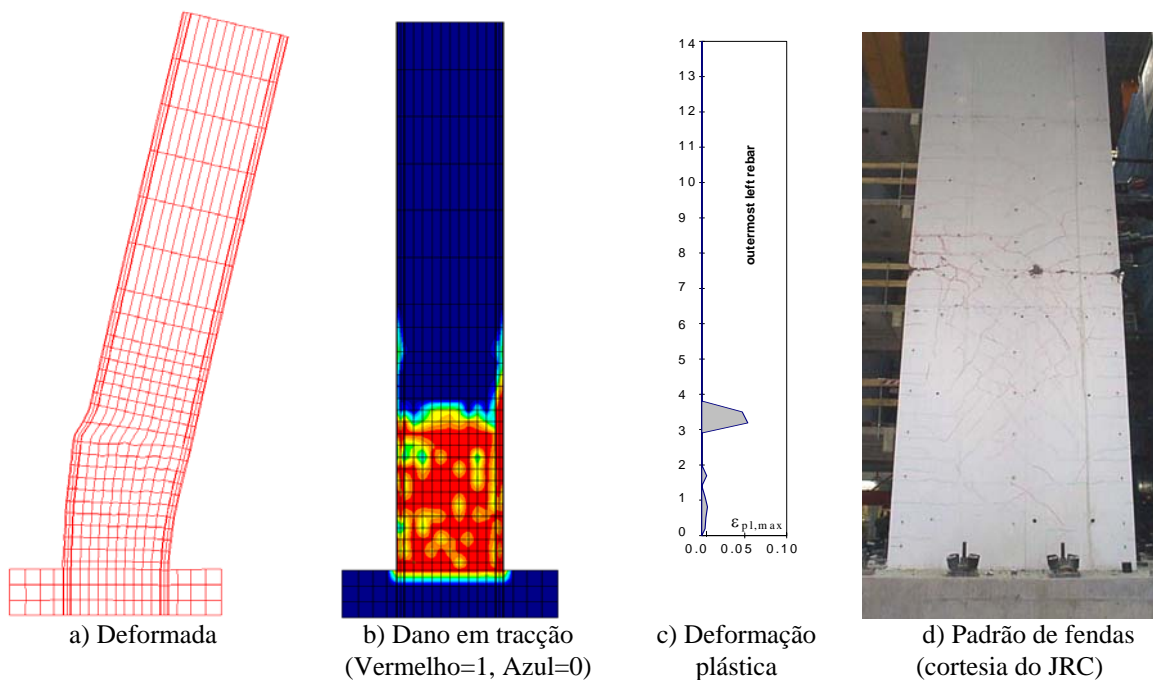


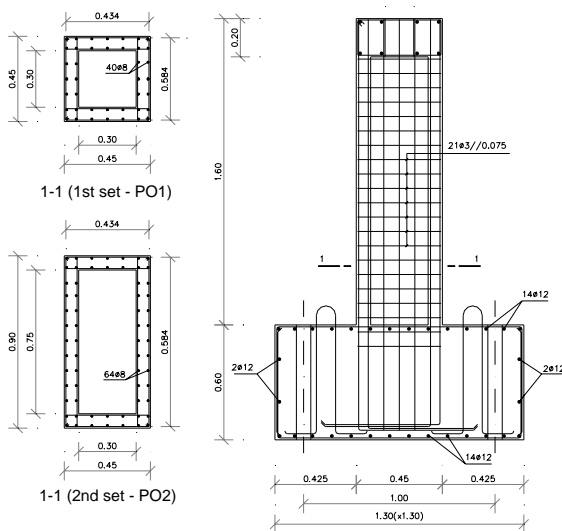
Figura 5. Resultados do pilar P3 no fim do ciclo de 250mm.

4. APLICAÇÃO AOS PILARES DO LABORATÓRIO LESE

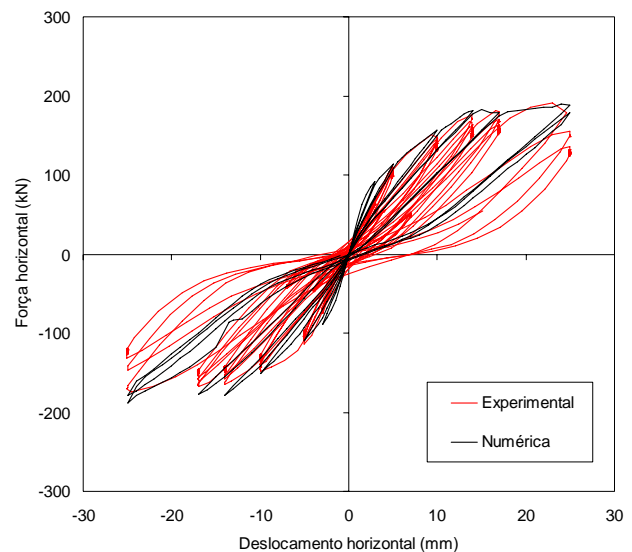
Os protótipos apresentados neste ponto correspondem a pilares de pontes com secção oca numa escala reduzida de 1:4 e têm vindo a ser ensaiados experimentalmente em condições de carregamento cíclico no LESE – FEUP [3]. Os modelos ensaiados consistem em pilares rectangulares de betão armado com secção oca de dimensões exteriores de 450mm x 900mm e espessura de paredes de 75mm, aqui referidos como pilares PO2. Para caracterizar o comportamento cíclico dos pilares foram aplicados três ciclos para cada nível de deslocamento, com esforço axial constante de 250 kN correspondente a um esforço axial reduzido de 0.08. Várias configurações foram adoptadas a partir deste pilar PO2, envolvendo diferentes tipos de materiais e disposição dos estribos como se apresenta seguidamente.

4.1. Pilar PO2-N2

Para o pilar PO2-N2, a resistência à compressão do betão não confinado é de 35 MPa e para ambas as armaduras longitudinais (varões de 8mm) e transversais (arame liso de 2.6mm) a tensão de cedência é de 450 MPa. Na Figura 6a apresenta-se a secção transversal oca dos pilares, onde a armadura transversal é constituída por apenas um único estribo em cada parede do pilar oco, sendo este tipo de pormenorização representativo do dimensionamento e construção de pontes antigas. Os resultados da modelação numérica do pilar do pilar PO2-N2 são apresentados nas Figuras 6b e 7.



a) Pormenorização da armadura.



b) Comparação dos resultados experimentais e numéricos.

Figura 6. Pilar PO2-N2.

A resposta deste pilar encontra-se severamente condicionada por fenómenos de corte, que são

tidos em conta na modelação numérica. De facto, quer em rigidez quer em força máxima atingida a proximidade entre as curvas experimental e numérica é bastante satisfatória, como se pode ver na resposta cíclica ilustrada na Figura 6b. A discretização de elementos 3D utilizada com o modelo de dano encontra-se representada na Figura 7a, mas de facto apenas foi modelada metade da secção transversal, com as adequadas condições de simetria. Os resultados da distribuição do dano em tracção obtidos pelo modelo numérico são ilustrados na Figura 7b para os ciclos iniciais, até se atingir cerca de 5mm, onde se verificou a primeira fendilhação. De facto, nesta fase os banzos e almas encontram-se já bastante fissurados ao longo de praticamente toda a altura do pilar. A distribuição do dano em compressão, ilustrado nas Figuras 7c e 7d para um deslocamento de 25mm (*drift* de 1,8%), também aparenta boa concordância com o comportamento real uma vez que manteve um valor reduzido de dano e concentrado na base do pilar. Na realidade também não se verificou esmagamento significativo do betão, apenas algum destaque na zona dos cantos onde o modelo apresenta também o maior índice de dano em compressão. No que diz respeito à malha deformada, para um deslocamento horizontal de topo de 25mm (Figura 7e), onde o pilar se encontra já totalmente fissurado nas almas, parece existir uma importante componente de deformação associada ao corte. Pode-se ainda verificar que foram satisfatoriamente captadas pelo modelo numérico as distorções na zona da alma, concentrando-se em elementos numa zona próxima da ligação da alma aos banzos. Outro facto que contribuiu para uma rotura dominada pelo corte é a extensa dimensão dos banzos que, aliada à particularidade de a secção ser oca e a sua ligação às almas se encontrar na extremidade deste, os torna mais vulneráveis ao efeito de “*shear lag*”. Para o nível de deslocamento de 25mm nota-se de forma mais vincada a influência do corte, atingindo-se um estado muito próximo da rotura, reflectida pela plastificação dos estribos ao longo de toda a altura do pilar (Figura 7f). Nesta distribuição das tensões da armadura transversal, a cor vermelha representa a entrada em cedência, podendo ser identificado o mecanismo de corte desenvolvido, baseado na idealização esquemática de escora e tirante. O diagrama de extensão da armadura longitudinal mostra que estas deformações se encontram bastante distribuídas ao longo dos varões das extremidades acima da fundação (Figura 7g), com a ocorrência de cedência dessas armaduras, mas ainda sem grande incursão plástica, denotando, portanto, deformações mais importantes associadas ao corte e, desta forma, conduzindo a que a rotação na base seja pequena. Com estes resultados numéricos é possível confirmar que a rotura por corte ocorreu perto do ciclo de 25mm de deslocamento, mas com alguma cedência prévia dos varões exteriores acima da base.

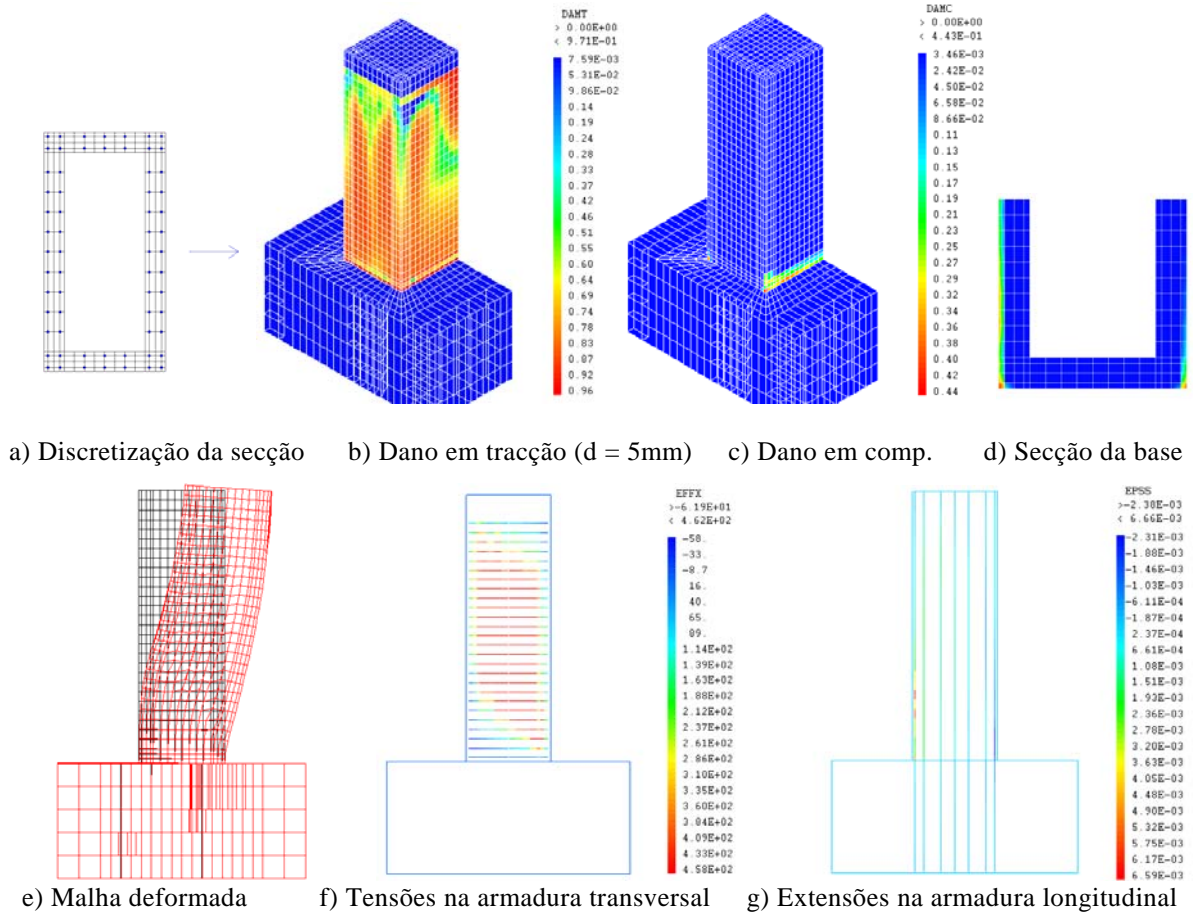


Figura 7. Resultados numéricos do pilar PO2-N2 para drift de 1.8%.

4.2. Pilar PO2-N4 e Pilar PO2-N6

Os pilares PO2-N4 e PO2-N6 são também baseados na mesma secção rectangular referida por PO2, sendo a resistência à compressão do betão não confinado de 28 MPa. A armadura longitudinal é constituída por varões de 8mm com tensão de cedência de 560 MPa enquanto que a armadura transversal é realizada por arame liso de 2.6mm com tensão de cedência de aproximadamente 400 MPa e módulo de elasticidade de 190GPa. Estes pilares têm dois tipos de configurações de armadura transversal, como ilustrado na Figura 8a. A primeira, mais tradicional (referida como PO2-N4), apenas com um estribo único ao longo de cada parede e a segunda (PO2-N6) com uma disposição mais representativa das actuais indicações regulamentares (tipo EC8) e com o dobro da área de armadura transversal. Para o pilar PO2-N6, a distribuição dos danos na alma para o fim do ensaio encontra-se ilustrada na Figure 8b, reflectindo o padrão de fendilhação observado na maioria dos pilares ensaiados.

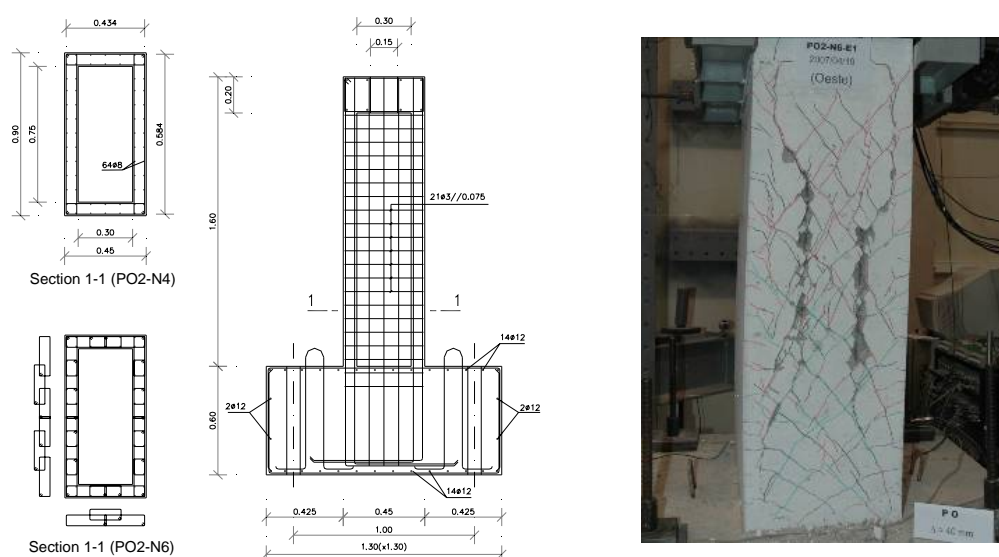


Figura 8. a) Pormenorização da armadura dos pilares e b) Padrão de fendas do pilar PO2-N6.

Os resultados das simulações numéricas com o modelo de dano para os pilares PO2-N4 e PO2-N6 são comparados com os resultados experimentais na Figura 9 em termos da resposta global expressa pelo diagrama força - deslocamento. Nos dois pilares houve desde cedo uma preponderância dos modos de deformação e rotura por corte, conseguindo-se captar satisfatoriamente esses efeitos pelo modelo de dano, como se pode verificar através da comparação das respostas cíclicas, existindo apenas desvios máximos da ordem dos 15%.

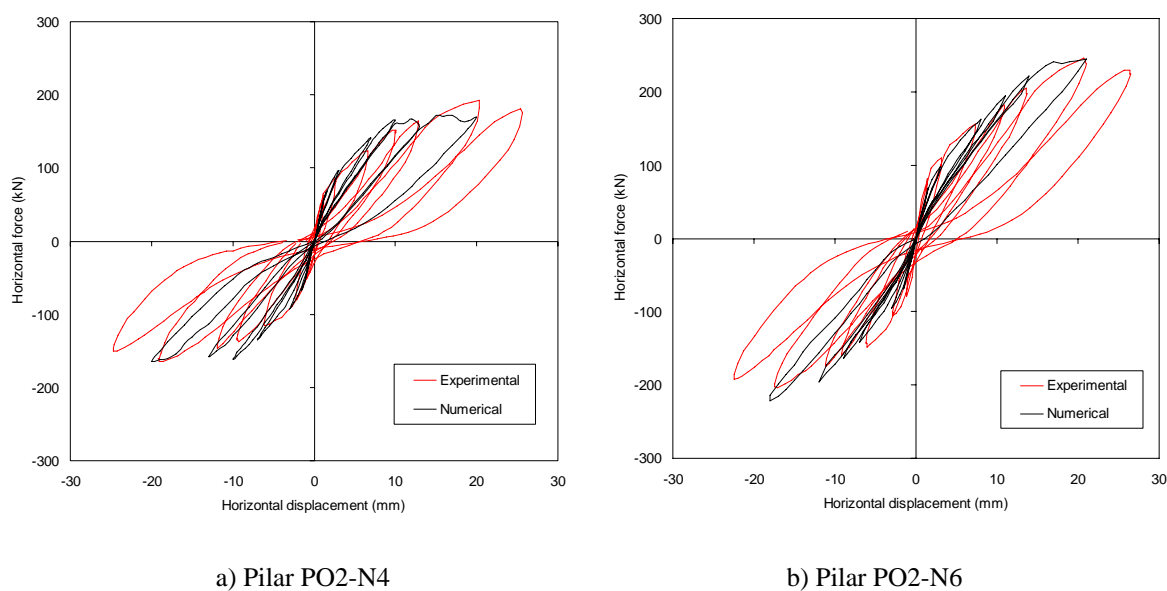
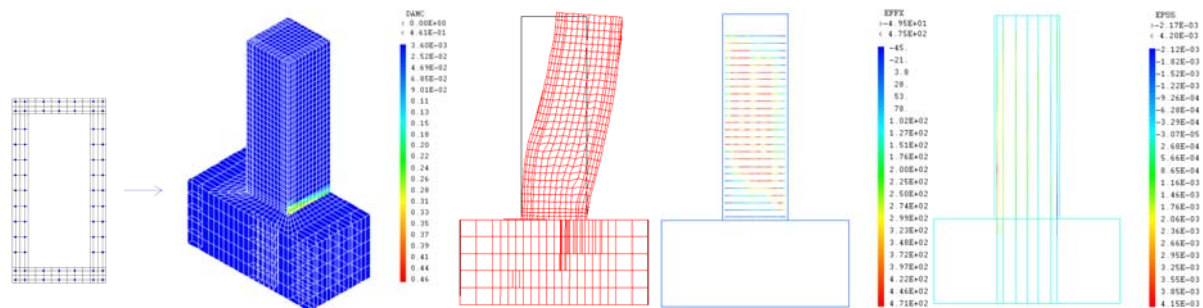


Figura 9. Comparação dos resultados experimentais e numéricos.

Novamente neste pilares foi apenas modelado metade do pilar, encontrando-se representadas nas Figuras 10a e 11a, respectivamente, a secção transversal e a discretização de elementos finitos 3D. Para ambos os pilares, os resultados do dano em tracção do modelo numérico para ciclos iniciais indicam que, tal como se verificou experimentalmente, o pilar se encontra já totalmente fissurado nas almas. Os danos em compressão para drift de 1.43%, ilustrados nas Figuras 10b e 11b, aparentam boa concordância com o comportamento real uma vez que mantiveram num valor reduzido de dano. Na realidade também não se verificou esmagamento significativo do betão, apenas algum destaque na zona dos cantos onde o modelo apresenta também o maior índice de danos em compressão. No que diz respeito à deformação para um deslocamento de topo de 20mm, o pilar PO2-N4 parece denotar deformações mais importantes associadas ao corte (Figura 10c) do que o pilar PO2-N6 (Figura 11c), confirmando as conclusões já obtidas anteriormente. Para o nível de deslocamento de 20mm nota-se de forma mais vincada a influência do corte, sendo por este efeito que se processa a rotura, reflectida pela plastificação dos estribos ao longo de toda a altura do pilar (Figuras 10d e 11d). Pode ainda verificar-se que no pilar PO2-N6 existe uma zona central dos estribos com menor tensão devido à duplicação da área de armadura transversal, para a realização dos laços entre varões longitudinais. O diagrama de extensão da armadura longitudinal (Figura 10e) mostra que estas deformações se encontram ao longo de uma altura significativa nos varões das extremidades para o pilar PO2-N4, por efeito da elevada deformação por corte, levando a que a rotação na base seja pequena. Para o pilar PO2-N6 (Figura 11e), as extensões são bastante mais concentradas na base, devido a uma maior componente de deformação por flexão.



a) Disc. da secção b) Dano em comp. c) deformada d) Tensões arm. transv. e) Ext. arm. long.

Figura 10. Resultados numéricos do pilar PO2-N4 (1.43% drift; d = 20mm).

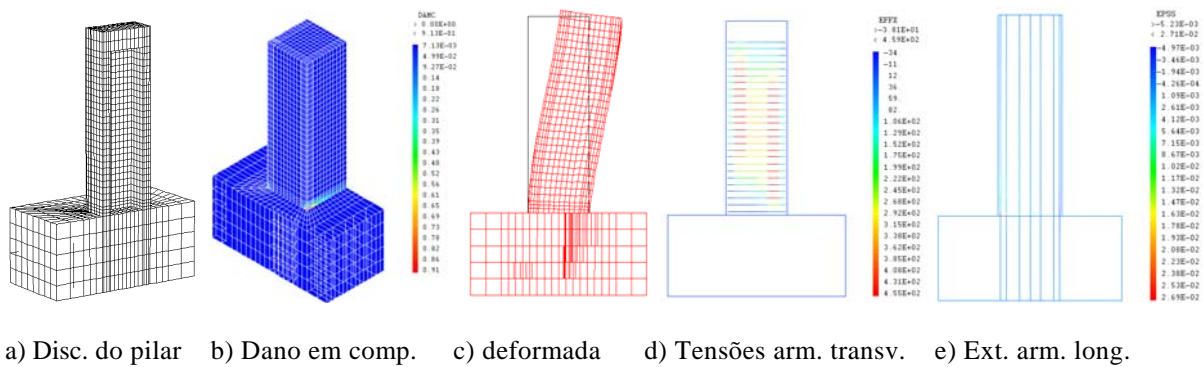


Figura 11. Resultados numéricos do pilar PO2-N6 (1.43% drift; $d = 20\text{mm}$).

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho foram descritas aplicações de um modelo constitutivo refinado ajustado para prever o comportamento sísmico não linear de pilares de pontes de betão armado. Este modelo constitutivo é baseado na Mecânica do Dano Contínuo para representar o betão, incorporando duas variáveis escalares de dano independentes para a simulação dos mecanismos não lineares de degradação do betão sob condições de tracção e compressão. Para a simulação do comportamento cíclico da armadura discretizada com elementos uniaxiais de dois nós foi utilizado o modelo de Menegotto-Pinto. A eficiência desta ferramenta numérica foi completamente demonstrada, com a simulação da resposta do ensaio experimental realizado no JRC em protótipos de escala reduzida, nomeadamente do pilar P3 da ponte de Talübergang Warth. Os fenómenos mais relevantes associados ao comportamento não linear deste pilar, solicitado por um carregamento cíclico, foram adequadamente capturados. Para os protótipos em escala reduzida de pilares de pontes com secção oca, representativos da antiga construção de pontes, que têm sido ensaiados experimentalmente para carregamentos cíclicos no LESE, procurou-se desenvolver a mesma estratégia de simulação numérica. Os resultados experimentais permitiram verificar que, embora em ambos os pilares a rotura seja obtida por mecanismo de corte, a solução com o dobro da área transversal de armadura (PO2-N6) permitiu obter um acréscimo de força máxima de cerca de 25% e um aumento de deslocamento máximo de 35%. Esta solução de estribos (tipo EC8), permitiu também reduzir a componente de deformação por corte. As modelações numéricas adoptadas, que envolvem de forma rigorosa o comportamento dos materiais betão e aço, captaram globalmente a resposta cíclica resultante dos ensaios experimentais. A modelação do pilar PO2-N4 apresenta uma muito boa comparação com os resultados experimentais, quer no que se refere ao valor máximo da força obtida, quer no que se refere à rigidez global do pilar. Os resultados numéricos confirmam ainda que a rotura se deu por corte, identificando-se uma quase completa plastificação da armadura transversal. No pilar PO2-N6, conclusões semelhantes podem ser extraídas, verificando-se, no entanto, um ligeiramente maior nível de força atingido no modelo numérico quando comparado com o ensaio experimental. Finalmente, foi evidente neste artigo a grande importância das deformações de corte,

chegando inclusive a atingir maiores proporções do que a componente de deformação por flexão. Este comportamento não é possível de simular realistamente com um modelo simples de análise cíclica, como por exemplo os modelos de fibras ou modelos de rótulas plásticas, sendo necessário um modelo numérico que inclua os efeitos não lineares do corte, como o adoptado neste trabalho, para adequadamente simular a resposta deste tipo de pilares.

REFERÊNCIAS

- [1] Faria R, Vila Pouca N and Delgado R. (2001), “Numerical Models to Predict the Nonlinear Behaviour of Bridge Piers Under Severe Earthquake Loading”, Porto: University of Porto, Deliverable N. 6, Task 3, Report N. 3/2 (VAB Project).
- [2] Delgado, P., Rocha, P., Rodrigues, V., Santos, M., Arêde, A., Pouca, N., Costa, A. and Delgado, R. (2006), “Experimental Cyclic Tests and Retrofit of RC Hollow Piers”, *Proceedings of the 13th European Conference on Earthquake Engineering (13ECEE)*, Geneva, Switzerland, 3-8 September, Paper N. 1205
- [3] Delgado, P., Rocha, P., Pedrosa, J., Arêde, A., Pouca, N., Santos, M., Costa, A. and Delgado, R. (2007), “Retrofitting of Bridge Hollow Piers with CFRP”, *Proceedings of the ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2007)*, Rethymno, Crete, Greece, June 13-16, Paper N. 1492.
- [4] Vila Pouca N. (2001), “Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminados em Betão Armado”, Porto: University of Porto, PhD Thesis (in Portuguese).
- [5] Faria R, Pouca N.V. and Delgado R. (2002), “Numerical Simulation of the Seismic Behaviour of Talübergang Warth Bridge”, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering (12ECEE)*, London, Paper Reference 593
- [6] Faria, R., Pouca, N.V., and Delgado, R. (2004), “Simulation of the Cyclic Behaviour of R/C Rectangular Hollow Section Bridge Piers via a Detailed Numerical Model”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 5, pp 725-748.
- [7] CEA (2003), Manuel d'utilisation de Cast3m, *Commissariat à l'Énergie Atomique*. Pasquet, P.
- [8] Faria, R., Oliver, J. and Cervera M. (1998), “A strain based plastic viscous damage model for massive concrete structures” *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 35(14), pp. 1533-1558.
- [9] Costa, C., Pegon, P. Arêde, A. and Castro, J. (2007), “Implementation of the Damage model in Tension and Compression with Plasticity in Cast3m”, *Report EUR, ISPC, CEC, JRC*, Ispra (VA), Itália, (publication stage).
- [10] Giuffrè, A. and Pinto, P. (1970), “Il comportamento del cemento armato per sollecitazione ciclica di forte intensità”, *Giornale del Genio Civile*.
- [11] Pinto A, Molina J and Tsionis G. (2001), “Cyclic Test on a Large-scale Model of an Existing Tall Bridge Pier (Warth Bridge - Pier A40)”, Ispra: *Joint Research Centre*, ISIS, EUR 19907 EN.